

INFORME DE MECANICA DE SUELOS REV.1

**CENTRAL TERMoeLECTRICA
CASTILLA**

III REGION

SOLICITADO POR:

MPX ENERGIA DE CHILE LTDA.

**SEPTIEMBRE 2008
INFORME N° 2921-ING-737/2008**

Santiago, 22 de Septiembre de 2008.

737/2008

Señores

MPX Energía de Chile Ltda.

Av. Kennedy 5735, Torre Poniente, Of. 501

Presente

At.: Ings. Sr. Jorge Ronda y/o Felipe
Forray.

Ref.: Central Termoeléctrica Castilla –
III Región.

Mat.: Informe de Mecánica de Suelos.

De nuestra consideración:

Tenemos el agrado de adjuntar a la presente el informe de Mecánica de Suelos para la materia de la referencia.

Quedando a vuestra disposición para atender cualquier consulta relativa al presente envío, saluda atentamente a Uds.,

Claudio Gottschalk S.
Ingeniero Civil

CGS/saf

CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN
2. ANTECEDENTES UTILIZADOS
3. ANTECEDENTES DE MECANICA DE SUELOS
 - 3.1 Geología del sector
 - 3.2 Exploración realizada
 - 3.3 Estratigrafía del terreno
 - 3.4 Propiedades geomecánicas de la roca
4. BASES DE DISEÑO PARA FUNDACIONES
 - 4.1 Tipo de fundación
 - 4.2 Profundidad de fundación
 - 4.3 Tensiones de contacto admisibles
 - 4.4 Constantes de balasto
 - 4.5 Empujes sobre muros de subterráneos
 - 4.6 Tipo de suelo
 - 4.7 Bases de diseño para análisis dinámico
5. RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS
 - 5.1 Excavaciones
 - 5.2 Taludes
 - 5.3 Rellenos compactados
6. SITUACIONES IMPREVISTAS

FIGURAS: 1 a 13

REGISTRO FOTOGRAFICO

ANEXO: - Registro Sondajes
- Estratigrafía Calicatas
- Ensayos de Laboratorio

1. INTRODUCCIÓN

Con motivo del proyecto de la Construcción de las Unidades 1 y 2 de la Central Termoeléctrica Castilla, en la III Región del País, el mandante MPX Energía de Chile Ltda., solicitó a Petrus la elaboración de un informe de mecánica de suelos.

El Terreno en estudio se ubica en la III Región del País en el sector de Punta Cachos (Hacienda Castilla), tal como se muestra en el emplazamiento general de la Figura 1.

También se entrega el resultado de prospecciones preliminares efectuadas en el sector portuario terrestre (Ver Fig.1) y para el sector del acopio de Cenizas, ubicado al sureste de la Central Termoeléctrica.

Para la elaboración del presente informe se ejecutó una prospección con sondajes y calicatas, la que se detalla en los acápite siguientes.

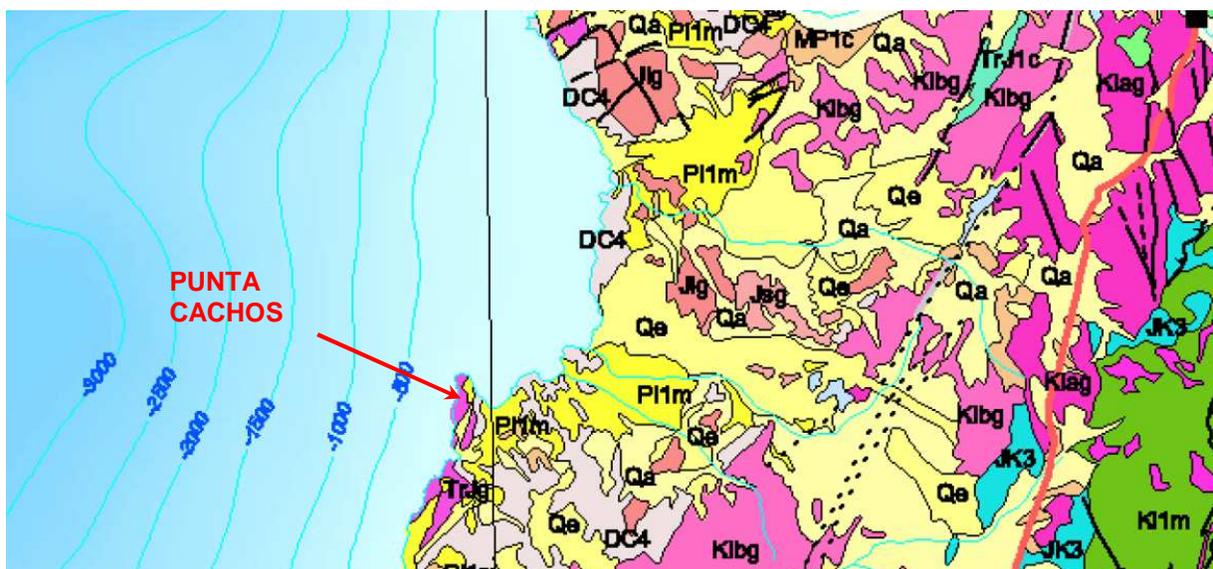
2. ANTECEDENTES UTILIZADOS

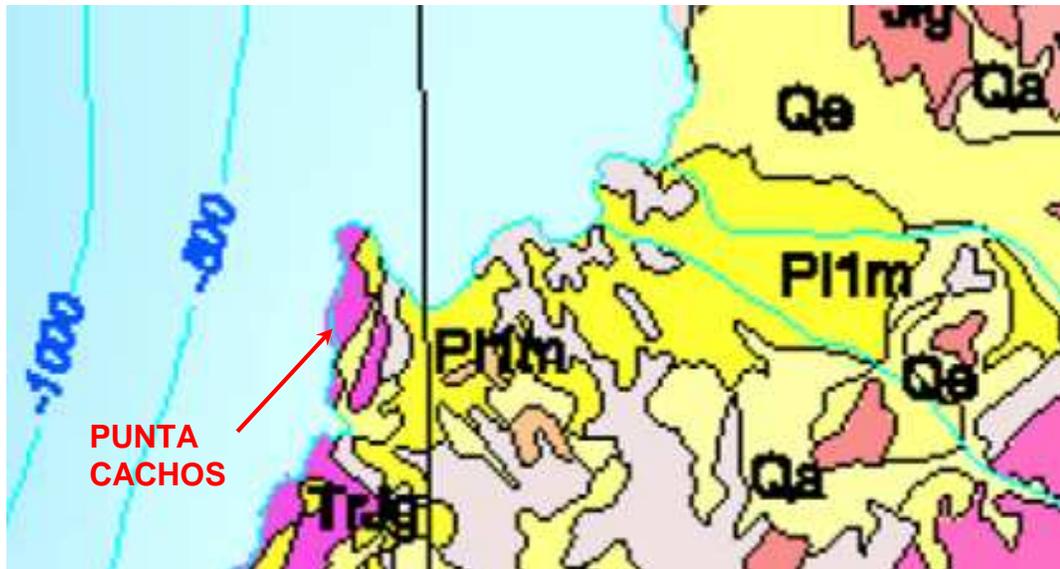
- 2.1 Visita a terreno por parte de personal Petrus con fecha Mayo de 2008 con motivo de la ejecución de calicatas preliminares en sector de Turbogenerador y Chimenea.
- 2.2 Visitas a terreno de ingeniero Sr. Claudio Gottschalk, con motivo de la prospección de suelos del Proyecto Central Termoeléctrica Castilla. Junio y Julio de 2008.
- 2.3 Plano Topográfico y Layout de Proyecto, suministrado por el mandante.
- 2.4 Resultados de la prospección con sondajes y calicatas y ensayos de laboratorio, contenidos en Anexo.

3. ANTECEDENTES DE MECANICA DE SUELOS

3.1. Geología del sector

En el siguiente Cuadro Geológico se muestran y explican las principales unidades geológicas, donde se destaca la presencia de rocas intrusivas como la granodiorita; ello es coincidente con lo detectado en la exploración de suelos.





 **TrJg**
Triásico-Jurásico (212-180 Ma)
Granodioritas, monzogranitos, monzodioritas, dioritas y gabros de piroxeno y hornblenda; sienogranitos. En Cordillera de la Costa, regiones III a V.

 **Pl1m**
Pleistoceno
Secuencias sedimentarias marinas litorales o fluviales estuarinas: coquinas, conglomerados coquináceos, areniscas y conglomerados dispuestos en niveles aterrazados emergidos. En la costa, regiones II y III: Estratos de Mejillones y de Caldera; en la región X: Estratos de Niebla (Cancagua).

3.2 Exploración realizada

Se ejecutó una exploración geotécnica basada en la excavación de calicatas y sondajes geotécnicos.

En el área de la central se ejecutaron 7 sondajes de una profundidad de 35m bajo nivel de terreno (sondajes S-1 a S-3, S-5, S-6, S-8 y S-9). También se ejecutaron 12 calicatas de variada profundidad, las cuales quedaron definidas por la existencia de roca.

En la Figura 2 se muestra el layout del proyecto y la posición de las prospecciones.

También se ejecutó en el área del depósito de cenizas un sondaje de 40ml, el cual se denominó S-A. Se efectuaron en el sondaje S-A ensayos de penetración estándar N_{SPT} .

Se ejecutaron adicionalmente 2 sondajes denominados T-8 y T-14 en el sector portuario terrestre, cuya área se denota en forma general en la Figura 1.

El trabajo efectuado en los sondajes y calicatas correspondió a la descripción de los estratos de suelo y roca, además de la extracción de muestras y testigos de roca para efectuar ensayos de laboratorio.

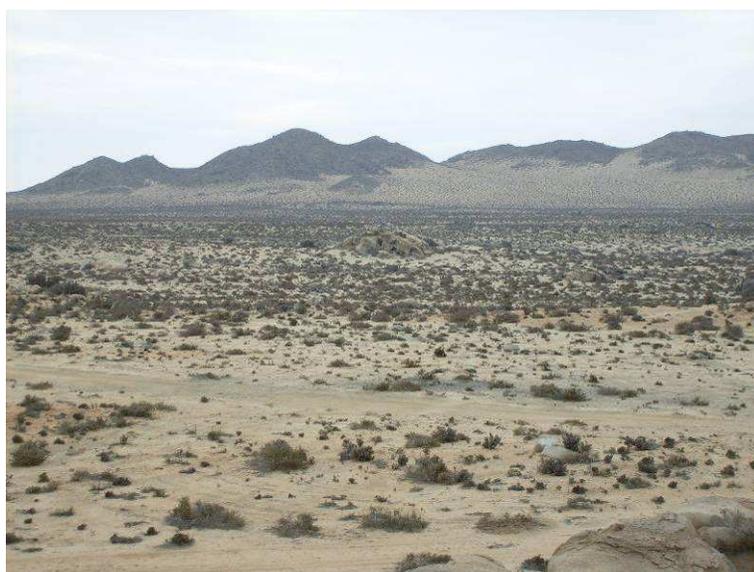
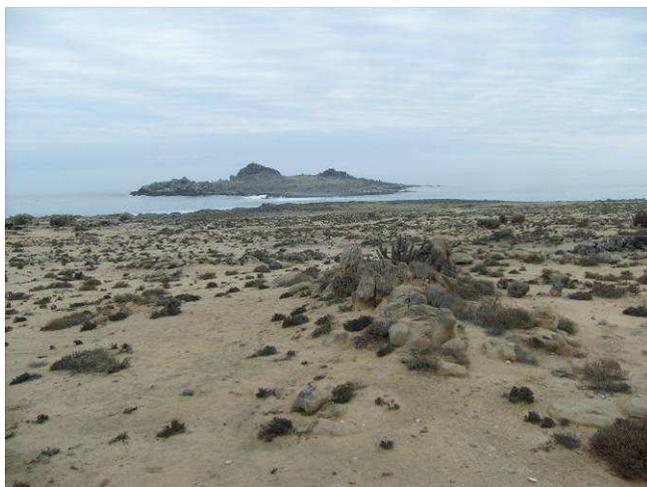
Los ensayos efectuados se resumen como sigue:

- Granulometría y clasificación U.S.C.S.
- Descripción mineralógica de testigos de roca.
- Ensayos de compresión simple en roca.
- Ensayos de carga puntual en roca.
- Medición RQD en roca.

En el Anexo se encuentra el detalle de la exploración y los ensayos efectuados.

3.3 Estratigrafía del terreno

En las fotografías inferiores se aprecian distintas vistas del terreno donde se emplazará la Central.



El terreno presenta una pendiente suave hacia el mar y se observa suelo arenoso en superficie con presencia de orgánicos y conchuelas. Se

observa también la presencia de pequeños arbustos y afloramientos rocosos, tal como se muestra en las fotografías inferiores.



La estratigrafía del terreno vista en las calicatas puede resumirse en las siguientes Unidades:

Unidad 1: Bajo una cubierta de arena limosa con orgánicos de espesor entre 0.15 a 0.3m, se detecta suelo conformado por arena con conchuelas y estratificaciones de bolones subredondeados y bloques de roca de hasta 26" de tamaño. Los bolones poseen un porcentaje importante de ellos que se encuentra en estado de meteorización (es posible romperlos con el impacto de martillo geológico) pero con una compacidad alta. Los bloques de roca son del tipo granitoide de dureza media a alta. Esta Unidad se detecta hasta profundidades entre 0.7 a 1.8m de profundidad.

Unidad 2: Bajo la Unidad 2 se detecta roca intrusiva del tipo granodiorita color gris a gris amarillento con sectores naranjos y negruzcos, fracturada a muy fracturada con sectores meteorizados. El RQD (rock quality designation) de la roca es en general bajo el 40%. Llama sí la atención los sondajes S-5 y S6, los cuales exhiben un mayor valor de RQD, lo cual indicaría que la calidad del macizo mejora tierra adentro. Esta Unidad es reconocida hasta los 35m de profundidad en los sondajes.

En la Figura 3 se han dibujado el resultado de las prospecciones y ensayos efectuados.

El siguiente es el registro del nivel de agua detectada en los sondajes (Junio y Julio 2008), según se muestra en el siguiente cuadro:

CUADRO 1: NIVEL AGUA SONDAJES

Sondaje	Cota Boca aproximada m.s.n.m.	Profundidad de agua (m) bajo cota boca sondaje	Cota agua aproximada m.s.n.m.
S-1	22	23	-1.0
S-2	22.5	18.5	4.0
S-3	23	28.8	-5.8
S-5	28	24.3	3.7
S-6	32	19.5	12.5
S-8	5	2.2	2.8
S-9	18	19.8	-1.8

Nota: La cota de boca de los sondajes se ha obtenido en forma aproximada del plano topográfico suministrado por el mandante.

El nivel de agua medido oscilaría entonces entre la cota -1 y 12.5 m.s.n.m.; aclarando que este nivel no necesariamente corresponde a la napa freática, debido a que dicho nivel está perturbado por la inyección de agua requerida para ejecutar las perforaciones. La napa freática se encontraría por debajo de los niveles indicados en el Cuadro 1.

SECTOR PORTUARIO TERRESTRE

Este sector es muy similar al de la Central propiamente tal, resumiéndose como sigue:

Unidad 1: Bajo una cubierta de arena limosa con orgánicos de espesor entre 0.15 a 0.3m, se detecta suelo conformado por arena con conchuelas y algunos bolones. La arena es de compacidad media, con un espesor promedio de 0.6m, no descartándose espesores mayores del orden 1 a 1.5m.

Unidad 2: Bajo la Unidad 2 se detecta roca intrusiva del tipo granodiorita color gris a gris amarillento con sectores naranjos y negruzcos, muy fracturada con sectores meteorizados. El RQD de la roca es en general bajo el 35%. Esta Unidad es reconocida hasta los 35m de profundidad en los sondajes.

No se detecta la presencia de napa freática en los sondajes (Julio de 2008).

En la Figura 3 se han dibujado el resultado de las prospecciones y ensayos efectuados.

SECTOR ACOPIO CENIZAS

Para este sector se efectuó un sondaje de 40m de profundidad, el cual se ubica aproximadamente según se muestra en la Figura 4.

En superficie se observa un terreno con pendiente media con algunas quebradas laterales según se aprecia en las fotografías inferiores.





La estratigrafía puede resumirse como sigue:

Unidad I: Arenas medias con conchuelas y raicillas, color café amarillento, de compacidad baja a media. Se observan algunas gravas aisladas de tamaño máximo 1". Esta Unidad se detecta clasifica como SP-SM según U.S.C.S. Esta Unidad se detecta hasta los 3.5m de profundidad aproximadamente.

Unidad II: Arenas finas a medias de color café claro con algunas estratificaciones de yeso y/o calcita de color blanquizco. La compacidad de este estrato es alta. Clasifica como SP, SM y SP-SM según sistema U.S.C.S. Esta Unidad se detecta hasta los 40m de profundidad.

La napa freática no fue detectada en el sondaje A (Junio de 2008). Se dejó inserto en el sondaje un piezómetro, el cual quedó ranurado y con filtro de gravilla en sus últimos 6m. El piezómetro quedó en condición de ser inspeccionado cuando se requiera.

En la Figura 3 se han dibujado el resultado de las prospecciones y ensayos efectuados.

Es posible apreciar con mayor detalle el tipo de terreno y los testigos de roca y suelo extraídos durante la campaña de exploración, según se muestra en el Registro Fotográfico del informe.

3.4 Propiedades geomecánicas de la roca

La roca se ha caracterizada a través de ensayos de compresión simple y carga puntual en testigos representativos, extraídos a distintas profundidades en los sondajes.

En la Figura 5 se ha graficado los índices de carga puntual I_s en kg/cm^2 , en función de las fracturas del macizo. Los valores obtenidos indican que se requiere prevoladura o voladura controlada para remover la roca o bien la excavación mediante martillos neumáticos (“pica pica” o “picotón”).

En relación al sector de la cancha de carbón, donde se debe efectuar excavaciones de hasta 10m de profundidad, el sondaje S-6 indica que los primeros 15m del terreno se encuentran muy fracturados (RQD entre 0 y 28%) lo que indicaría que la excavación se puede llevar a cabo mediante “pica pica” y eventualmente por sectores se requerirá prevoladura o voladura.

En la Figura 6 se resumen los valores de resistencia a compresión simple de los testigos ensayados en función de la profundidad y las densidades naturales de la roca.

4. BASES DE DISEÑO PARA FUNDACIONES

Las presentes bases de diseño corresponden al sector de la Central, las cuales pueden ser extensivas al sector portuario terrestre, al menos en el entorno donde fueron ejecutados los sondajes.

Para el sector del acopio de cenizas, no se entregan recomendaciones, ya que no se consultan estructuras en dicha zona.

4.1 Tipo de fundación

Para las estructuras más pesadas e importantes como es el caso del Turbogenerador, Chimenea, Condensador y otros, se considerará típicamente una losa de fundación.

También se considerará losa de fundaciones para pits de bombas y similares.

Para edificios de cubierta, oficinas, salas eléctricas y otros se considerarán fundaciones tradicionales constituidas por cimientos corridos bajo muros y fundaciones aisladas bajo columnas. Se recomienda amarrar las fundaciones aisladas mediante vigas de fundación.

Para el caso de estanques se podrá considerar anillos de fundación.

4.2 Profundidad de fundación

Se contempla por proyecto que la plataforma principal donde se emplazan las Unidades 1 y 2 tenga un nivel +15 m.s.n.m, ello implica una penetración bajo nivel de terreno natural de entre 5 y 15m. **Por lo anterior, el nivel de la plataforma quedará en la Unidad 2 de roca. De todas maneras, para el turbogenerador chimenea y condensador, sus fundaciones o pedestales deberán quedar apoyados en la roca.**

Sin embargo, existen plataforma menores donde se requerirá peraltar el terreno, por lo que las fundaciones quedarán apoyadas sobre un relleno estructural el cual será dispuesto y compactado por capas.

En la Figura 7 se entregan los requerimientos mínimos de penetración en roca y en el relleno estructural para las fundaciones del proyecto.

En todo caso para fundaciones que queden apoyadas en roca, se deberá extraer eventuales sectores muy meteorizados o con presencia de suelos finos (situación muy eventual) que pudiese detectarse, rellenando la sobreexcavación con hormigón de calidad H10 o superior.

También se recomienda que una estructura o edificio quede fundado sobre un solo tipo de material, lo cual implicará profundizaciones locales bajo fundaciones para alcanzar la roca, las cuales serán rellenadas con hormigón de calidad H10 o superior.

4.3 Tensiones de contacto admisible

Se considerarán las siguientes tensiones admisibles para apoyo sobre la Unidad 2 de roca y sobre relleno estructural de peraltamiento.

Apoyo en roca (Unidad 2)

$$q_{adm} = 15 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Estático)}$$

$$q_{adm} = 22 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Estático + Sismo)}$$

Apoyo en relleno compactado peraltamiento

$$q_{adm} = 4 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Estático)}$$

$$q_{adm} = 6 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Estático + Sismo)}$$

Para las fundaciones apoyadas en roca, se considerará un ancho mínimo en compresión de la fundación de un 50%. Para el caso de apoyo en relleno estructural compactado se considerará un 70%.

4.4 Constante de balasto vertical

Las expresiones para la constante de balasto vertical estática para una fundación cuadrada de ancho B, son como sigue:

Apoyo en roca (Unidad 2)

$$k_c = 15000 / B \quad \text{kg/cm}^3$$

Apoyo en relleno compactado peraltamiento

$$k_c = 650 / B \quad \text{kg/cm}^3$$

Donde B es el ancho de la fundación en centímetros.

Para el caso sísmico, se debe amplificar el valor de k_c por 3 para el apoyo en roca y por 2 para el apoyo en relleno de peraltamiento.

Para una fundación rectangular, se considerará la siguiente expresión:

$$k_r = k_c * 0.67 * (1 + 0.5 B / L) \quad \text{en kg/cm}^3$$

B y L corresponden a los lados menor y mayor de una fundación respectivamente en centímetros.

4.5 Empujes sobre muros de subterráneos

En la Figuras 8, 9 y 10 se entregan los empujes de tierra estáticos, sísmicos y por sobrecarga para el diseño de los muros de estructuras enterradas o con subterráneos.

4.6 Clasificación sísmica del suelo de fundación

Para las fundaciones apoyadas en roca o Unidad 2 y para fundaciones apoyadas en relleno de peraltamiento en que la altura entre el sello de fundación y la posición de la roca es inferior a 20m, se clasificará como suelo Tipo I según NCh 433. En caso contrario clasificará como suelo Tipo II.

4.7 Bases de diseño para análisis dinámico

Se entregan las siguientes expresiones para el análisis dinámico del turbogenerador, el cual se fundará en roca:

Unidad 2 roca

Módulo de Corte ¹	$G = 240000 \text{ a } 450000 \text{ ton/m}^2$
Modulo de Poisson	$\nu = 0.25$
Peso Unitario	$\gamma = 2.83 \text{ ton/m}^3$

Las constantes de resortes de interacción dinámica se calcularán con las siguientes expresiones:

VERTICAL	$K_V = (G \beta_V \sqrt{\Omega}) / (1-\nu)$
HORIZONTAL	$K_H = 2(1 + \nu) G \beta_H \sqrt{\Omega}$
GIRO	$K_\theta = G \beta_\theta \Omega B / (1-\nu)$

Expresiones en las cuales K_V (ton/m), K_H (ton/m) y K_θ (ton-m/rad) en tanto que el área de contacto fundación – suelo, Ω , se exprese en (m^2) y el ancho de la fundación, B , se exprese en (m).

¹ Este rango considera los distintos grados de fracturamiento de la roca observados en los sondeos. Ello se considera necesario, dado que no se efectuaron ensayos geofísicos para medir velocidades de onda de corte.

En la Figura 11 se entregan los valores de los coeficientes adimensionales, β_V , β_H y β_θ en función de la razón de lados, R, de la placa de apoyo (fundación). Para definir la razón de lados, R, se utilizará la Fig. 12.

El ancho de fundación, B, presente en la expresión del resorte de giro, K_θ , queda definido como:

Momento con eje de

Rotación según eje X – X

B = BC en Fig. 12

Momento con eje de

Rotación según eje Y-Y

B = AB en Fig. 12

5. RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS

5.1 Excavaciones

Para el sector de plataformas, se efectuarán las excavaciones requeridas para alcanzar los niveles de plataforma; para ello se utilizará maquinaria convencional dotada de aditamentos como “picotón” que permitan la excavación en roca muy fracturada. Es claro que también se requerirá la utilización de prevoladura según se indicó en el acápite 3.4.

En los sectores donde se construyan caminos y donde se ejecuten peraltamientos del terreno para la confección de plataformas, se debe efectuar un escarpe de 0.3m de manera de eliminar el material superficial arenoso con orgánicos de baja compacidad. En caso de detectar zonas de eventuales rellenos y/o basuras o espesores de suelos blandos mayores a 0.3m; ellos se removerán hasta un máximo de 0.9m de espesor. El sello escarpado se recompactará con al menos 6 pasadas de rodillo vibratorio de peso estático igual o superior a 15 toneladas. Sobre el sello recompactado se dispondrán los rellenos estructurales requeridos.

Las excavaciones para las fundaciones se excavarán localmente en forma manual en sus últimos 0.3m para el caso de fundaciones apoyadas en rellenos de peraltamiento. Para el caso de las fundaciones apoyadas en roca, éstas se rematarán con equipo percutor liviano, teniendo la precaución de limpiar los sellos con aire comprimido previo emplantillado.

5.2 Taludes

Los taludes de excavación provisorios, han sido definidos para la roca (Unidad 2) y para los rellenos de plataforma o peraltamiento:

Roca (Unidad 2)

Alturas de excavación menores a 2.5 m	Talud cuasivertical
Alturas entre 2.5 y 6m	Talud 1: 2.5 (H:V)
Alturas entre 6 y 12m	Talud 1:2 (H:V)

Rellenos de peraltamiento

Alturas de excavación menores a 1.5 m	Talud cuasivertical
Alturas entre 1.5 y 6m	Talud 1: 2 (H:V)
Alturas entre 6 y 12m	Talud 1:1.5 (H:V)

En la Figura 13 se entregan los refuerzos en roca requeridos para taludes permanentes en roca (anclajes pasivos en grilla de 2 x 2m). **De todas maneras se recomienda en etapa de construcción efectuar un mapeo de las fracturas de los cortes permanentes de manera de ratificar o alterar las fortificaciones.**

Para taludes permanentes de plataformas conformadas por rellenos compactados, se considerarán taludes 1.5:1 (H:V). Dichos taludes se recomienda protegerlos de la erosión mediante enrocados o vegetación.

5.3 Rellenos estructurales

5.3.1 Rellenos de peraltamiento y de sobreexcavación

Se refiere a los rellenos a colocar como rellenos de sobreexcavación tras muros de subterráneo en tramos de suelo y rellenos de explanada.

El material a utilizar en los rellenos compactados corresponderá a grava arenosa tamaño máximo 4", con un 15% de finos como máximo. El material deberá ser de partículas firmes y duras y libres de materia orgánica. El porcentaje de sales solubles totales del material será igual o inferior al 3% en peso. Se considerará un CBR mínimo del material de 40%. Se considera aceptable utilizar material proveniente de la Unidad 1 previo escarpe y de la Unidad 2, una vez efectuado un proceso de chancado y mezcla de los materiales.

Se iniciará la colocación del material de relleno en capas sucesivas las que se compactarán independientemente. El espesor suelto de cada capa a compactar se ajustará al tamaño del equipo compactador que se utilice. No obstante se estima razonable utilizar espesores suelos no superiores a 35 cm.

La humedad de colocación de cada capa deberá ser homogénea en todo su espesor y lo más cercana posible a la humedad óptima de compactación Proctor Modificado, P.M. (AASHTO T-180). Se podrá utilizar agua de mar.

Cada capa se compactará mediante pasadas sucesivas y paralelas de rodillo y/o placa vibratoria, la compactación se efectuará en fajas longitudinales, traslapando cada vez 1/3 del ancho del equipo de compactación. El avance de la compactación se efectuará desde los puntos más bajos del terreno.

Cada capa deberá quedar sometida a un número suficiente de pasadas completas hasta alcanzar una densidad equivalente al 95% de la densidad seca máxima obtenida por el ensayo Proctor Modificado⁽²⁾. El grado de compactación deberá ser verificado y certificado mediante determinaciones de densidad in situ en todo el espesor de cada capa compactada, función que deberá ser realizada por un laboratorio de faena competente.

Para el caso de rellenos de sobreexcavación lateral donde el terreno sea roca, se preferirá rellenar la sobreexcavación en el tramo de roca con hormigón H10. Tramos superiores donde el terreno sea suelo, se dispondrá de relleno gravo arenoso compactado.

⁽²⁾ Si el suelo de relleno arenoso posee menos de 6% de material fino (bajo malla N° 200 ASTM) se deberá compactar hasta lograr una densificación no inferior al 80% de densidad relativa.

5.3.2 Subbase para pavimentos rígidos

Se refiere al material a colocar bajo pavimentos o radieres de hormigón. Dicha base se construirá con un material gravo arenoso compactado de tamaño máximo 2". El espesor compactado de la base será de a lo menos 0.20 m o más según lo aconseje el proyecto de pavimentos y se construirá de acuerdo a las especificaciones granulométricas y de compactación siguientes:

- Se utilizará una grava arenosa que cumpla con la siguiente banda granulométrica:

TABLA I

Banda granulométrica sub base pavimentos rígidos

Malla o Criba (ASTM)	% en peso que pasa
2"	100
1"	55 - 100
3/8"	40 - 70
Nº 4	35 - 65
Nº 40	10 - 30
Nº 200	0 - 15

La fracción bajo malla Nº 40 deberá tener un límite líquido inferior a 25% y un índice de plasticidad no mayor a 6%. **El ensayo de desgaste Los Angeles (AASHTO T-96) del material a utilizar, aceptará un porcentaje de molienda de 40% como máximo.**

Colocación: el material de relleno se colocará en capas superpuestas, las que se compactarán en forma independiente con pasadas sucesivas y paralelas de rodillo vibratorio, traslapando cada vez un tercio del ancho del rodillo.

El espesor de cada capa, número de pasadas, peso estático y tipo de equipo compactador vibratorio lo ajustará el constructor de acuerdo a su mejor disponibilidad y al espacio disponible para la faena de compactación

- La compactación del material de subbase se hará en capas, con rodillo vibratorio hasta alcanzar una densidad mínima equivalente al 95% de la máxima compactación Proctor Modificado; en caso que el suelo de subbase posea un porcentaje de finos bajo malla # 200 ASTM menor a 6%, la compactación deberá alcanzar una densidad de a lo menos 80% de (DR).
- El control del grado de compactación del subsuelo y de los rellenos compactados en general, lo deberá realizar un laboratorio de suelo competente a través de determinaciones de densidad seca. La frecuencia de control la determinará la ITO.

5.3.3 Base estabilizada para pavimentos flexibles

Para efectos del presente informe se entenderá como pavimento flexible los pavimentos de concreto asfáltico que se materializarán en caminos y estacionamientos de vehículos. Estos pavimentos se construirán directamente sobre una base estabilizada, la que se confeccionará con material granular, de partículas firmes y duras de grava combinada con arena, de tamaño máximo 1 ½”, que debidamente compactada den una mezcla dura y estable. El espesor compactado de la base será de a lo menos 0.20m o más según resulte del proyecto estructural.

En la confección de la base se utilizarán las siguientes especificaciones:

TABLA II

Banda granulométrica base pavimentos flexibles

Malla o Criba (ASTM)	% en peso que pasa
1 ½” (T max)	100
1”	70 – 100
3/8”	35 - 70
Nº 4	25 - 55
Nº 40	2 – 20
Nº 200	0 – 10

La fracción de material que pasa bajo la malla Nº 40 ASTM, deberá tener un límite inferior a 35% y su índice de plasticidad no mayor que 9%.

El desgaste Los Angeles (AASHTO T-96) quedará limitado a 40% máximo.

■ Colocación:

El material de base se colocará en capas. La humedad de colocación deberá ser homogénea y lo más cercana posible a la humedad óptima obtenida en ensayos Proctor Modificado de referencia (AASHTO T-180) a realizar con el material que se emplee en definitiva.

La base se compactará con pasadas sucesivas y paralelas de rodillo vibratorio, traslapando cada vez un tercio del ancho del rodillo. A cada capa se deberá dar un número suficiente de pasadas de rodillo, de modo de alcanzar un grado de densificación similar a lo establecido para subbase de pavimentos rígidos. La colocación y el control de compactación será similar a lo señalado para pavimentos rígidos.

6. SITUACIONES IMPREVISTAS

Cualquier situación no prevista en el presente informe o modificaciones que se desearan realizar a su contenido deberán ser informados y aprobados por esta oficina.

Santiago, Septiembre de 2008.

FIGURAS

REGISTRO FOTOGRAFICO

ANEXO